# Ⅵ 广州大桥主桥上部结构的设计与施工

（广州市市政工程设计研究院） 傅韵芬
（广州市市政管理局） 邓汉英

## 一、工程概况

### 1、工程地点

广州大桥位于广州市区东郊，在既有海珠桥下游约5公里，跨越珠江主航道。桥址位置如图7—1所示。

### 2、建桥时间

1983年3月完成施工图设计，同年4月开工，于1985年6月10日建成通车，历时25个月。

### 3、规模及桥型

大桥全长988.04m，主桥为80m＋110m＋80m＝2 0m三跨变截面预应力混凝土箱型连续梁，桥面宽24m，其中车行道20m，两侧各设人行道2m。

### 4、技术标准

（1）设计荷载：计算汽车-20级，验算挂车-100，人群350kg/m$^2$。

（2）地震烈度：按7度设防。

（3）基本风压：50kg/m$^2$。

（4）温差：最大体系温差35℃，局部温差5℃。

## 二、上部结构的设计

### 1、主要截面尺寸的选定

本桥上部结构采用变截面箱梁，墩顶支点截面处梁高取5.5m为中孔跨径的$\frac{1}{20}$，中孔跨中截面梁高取2.7m为中孔跨径的$\frac{1}{40.7}$边孔端部梁高取2.2m，中部梁高取3m。

箱梁截面的腹板厚度以同时能放置两排预应力束的要求而选定为26cm；底板、面板厚度当设置一层预应力束时用15cm，当设置两层预应力束时用25cm。因此中孔、边孔梁面板厚为15cm，底板厚为25cm，根部梁面板厚为25cm，底板厚为22cm，在支点附近腹板和底板均须适当加厚，采用30cm。

为了减轻自重和有利箱内通风，本设计在正弯矩区段的中孔、边孔梁底在两横隔间均开了孔，开孔尺寸横桥向为70cm，顺桥向6米多（距横隔中线32cm）。

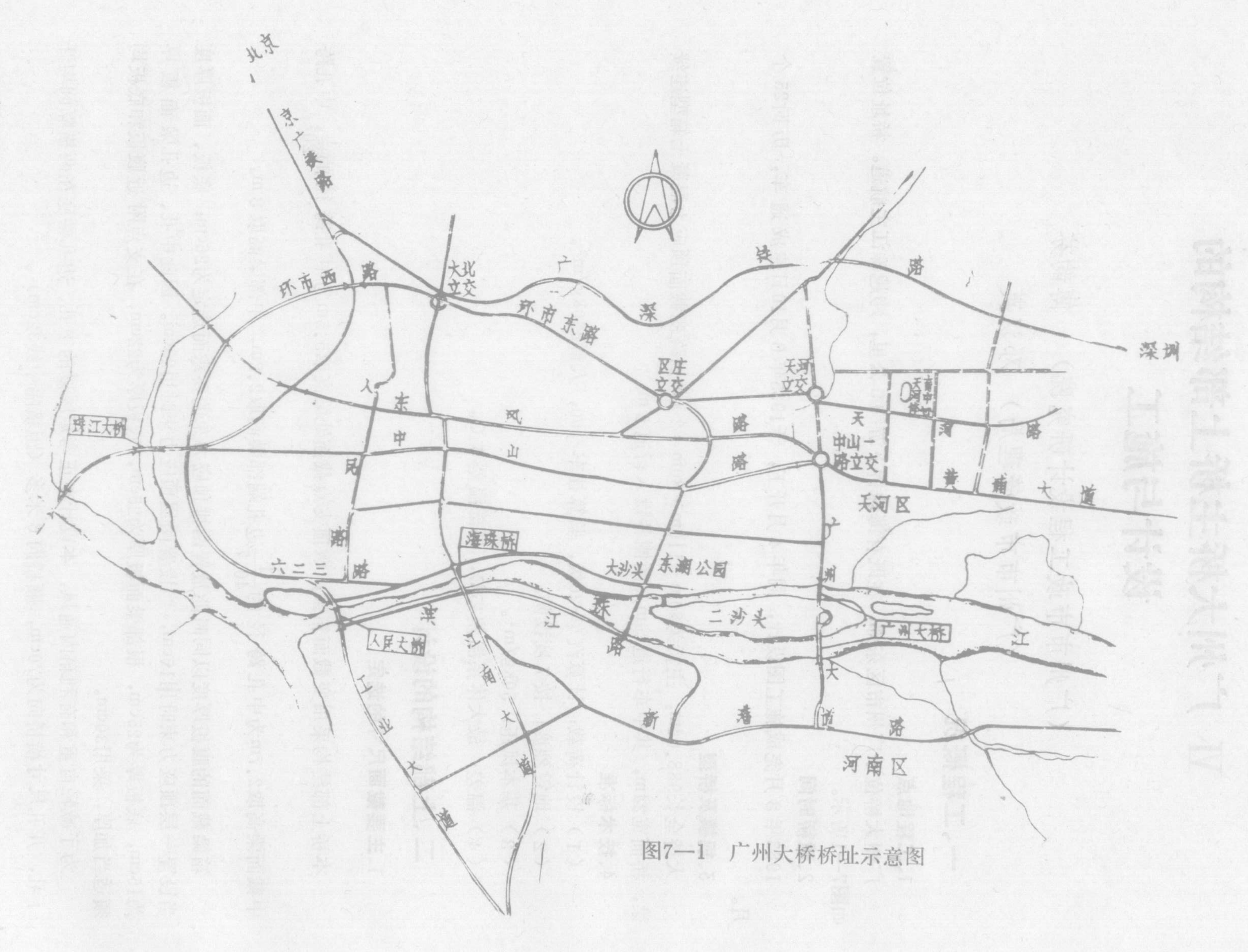



图7—1 广州大桥桥址示意图

**2、大型预制块件的划分**

广州大桥主桥长270m，宽24m，利用500t大型浮吊进行浮运架设。**预制块件的划分原则**我们主要从下面三个方面进行考虑，首先不能超过浮吊的起吊能力，即预制梁段重量要小于500吨；其次分段应使结构受力合理；第三使预制梁在运输、安装过程中有足够的刚度和稳定性。据此我们把全桥横向分为5片单室箱梁，箱梁顶桥宽4.8m，底桥宽2.8m，并在箱梁内外设置横隔桥，中孔每隔6.875m设一横隔，边孔每隔6.667m设一横隔，以加强5片箱梁的横向联系，并保证梁段在施运、吊装阶段有足够的刚度。箱梁在纵向分5段，各梁段分界线设在一次恒载的反弯点附近，根部梁中孔段长为中孔跨径的1／4，即27.5m，边孔段长为边孔跨径的1／4即20米。故根部梁段长度为27.5＋20＝47.5m，中孔梁段长度为2×27.5＝55m，边孔梁段长度为80－20＝60m。每片箱梁纵向则由下列梁段组成：60m（边孔梁）＋47.5m（根部梁）＋55m（中孔梁）＋47.5m（根部梁）＋60m（边孔梁）＝270m（主桥全长）

**3.上部结构的纵向线型**

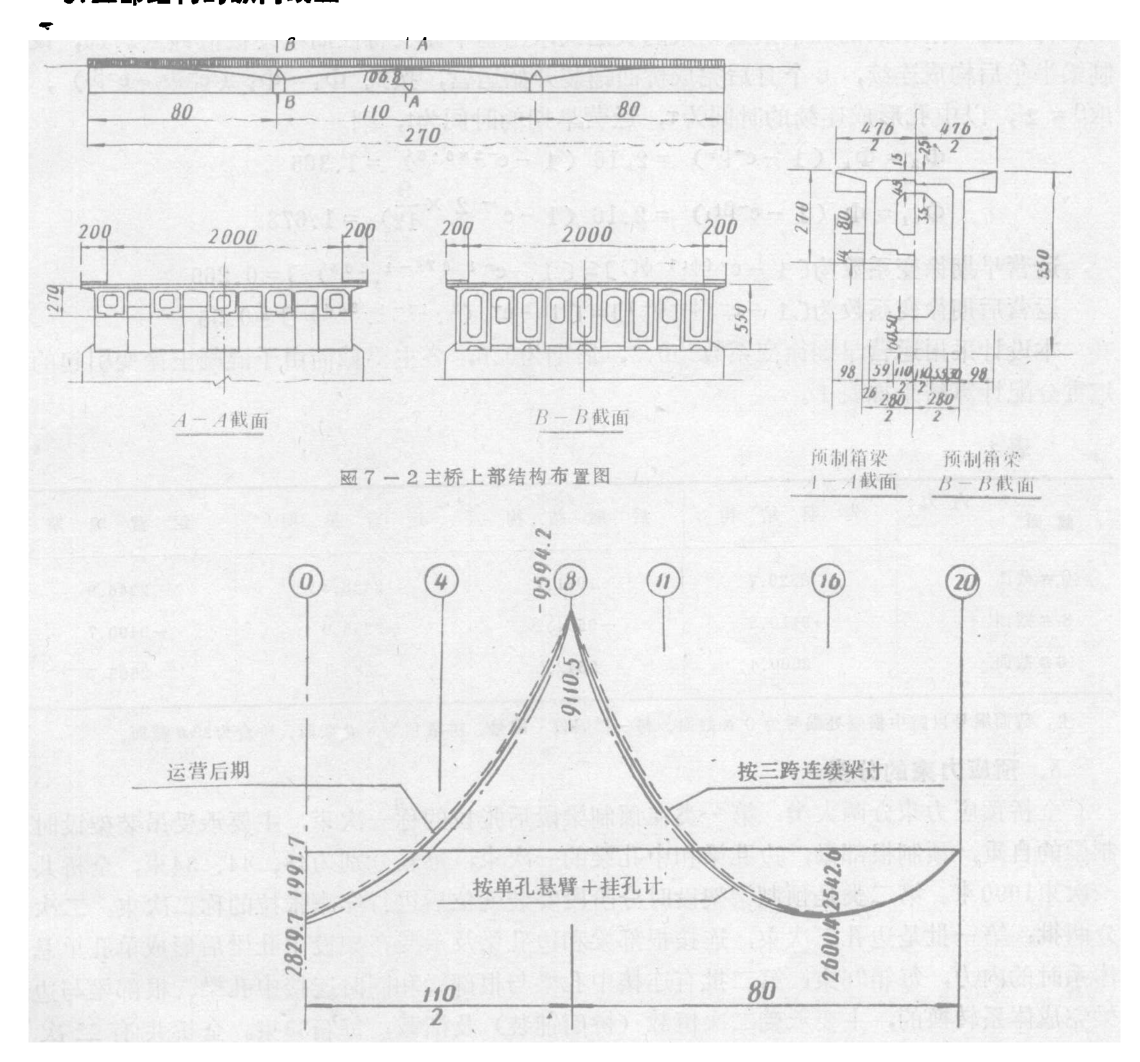


图7－2主桥上部结构布置图

图7－3一次恒载弯矩图（t—m）

中孔梁面设半径R＝2200m的竖曲线，边孔梁面设i＝2.5％的纵坡，梁底为抛物线。上部结构主要尺寸如图7—2所示。

## 三、预应力的设计

### 1.预应力束的布置

预应力束采用24∅5高强钢丝，锥形锚具，按弯矩包络图布束。由于预制梁段的分界线设在一次恒载弯矩反弯点附近，计算表明，这样分段、预制梁段在预制、架设和形成连续梁后各阶段的受力状态基本相同，即根部梁段主要承受负弯矩，边孔梁段和中孔梁段主要承受正弯矩，因而便于预制梁段布束，同时使混凝土由于徐变的影响引起的弯矩重分配变化不大如图7—3。

### 2.混凝土徐变引起的弯矩重分配的计算

本桥在架设时由单孔单悬臂＋挂孔的静定体系（称先期结构）转化为三跨连续梁（称后期结构），由于混凝土徐变引起的弯矩重分配的计算，首先按1978年“公路预应力混凝土桥梁设计规范”附录四的五个系数相乘的表达式求出基本徐变特性曲线终极值$\varphi_K=2.16$，设预制梁半年后构成连续，3个月后完成桥面铺装开始运营，按式 $\Phi_t=\Phi_k(e^{-\beta\tau}-e^{-\beta t})$，并取$\beta=2$，以中孔形成连续的时间为$\tau$，运营早期的时间为$t$，则

$$\Phi_2=\Phi_k(1-e^{-\beta\tau})=2.16(1-e^{-2\times0.5})=1.365$$

$$\Phi_{t_1}=\Phi_k(1-e^{-\beta t_1})=2.16(1-e^{-2\times\frac{9}{12}})=1.678$$

运营早期徐变系数为$[1-e^{-(\phi_{t1}-\phi_t)}]=[1-e^{-(1.678-1.265)}]=0.269$

运营后期徐变系数为$[1-e^{-(\phi_t-\phi_\tau)}]=[1-e^{-(2.16-1.365)}]=0.55$

本设计采用运营早期徐变系数为0.3，后期为0.6，各主要截面由于混凝土徐变引起的弯矩重分配计算结果如表1。

表1

| 内力<br>截面 | 先期结构 | 后期结构 | 运营早期 | 运营晚期 |
|---|---|---|---|---|
| 0＃截面 | 2629.7 | 1991.7 | 2438.3 | 2246.9 |
| 8＃截面 | −9110.5 | −9594.2 | −9255.6 | −9400.7 |
| 16＃截面 | 2600.4 | 2542.6 | 2583.1 | 2565.7 |

注：截面编号以跨中横隔处编号为0＃截面，每一横隔设一编号，桥墩顶为8＃截面，桥台为20＃截面。

### 3、预应力束的分类

全桥预应力束分两大类：第一类在预制梁段后张拉的称一次束，主要承受吊装架设时预制梁的自重，预制根部梁，边孔梁和中孔梁的一次束，每箱分别为48、44、34束，全桥共有一次束1090束。第二类是预制梁架设时分阶段安装就位后进行穿束张拉的称二次束。二次束分两批：第一批是边孔二次束，连接根部梁和边孔梁及承受在架设中孔梁后形成单孔单悬臂体系时的内力，每箱26束；第二批有连接中孔梁与根部梁和同时连接中孔梁、根部梁与边孔梁完成体系转换的，主要承受二次恒载（桥面铺装）及活载，每箱33束。全桥共有二次束590束。各预制梁段一、二次束布置图如图7—4a，b，c，d此外，横向每隔一个横隔，在横

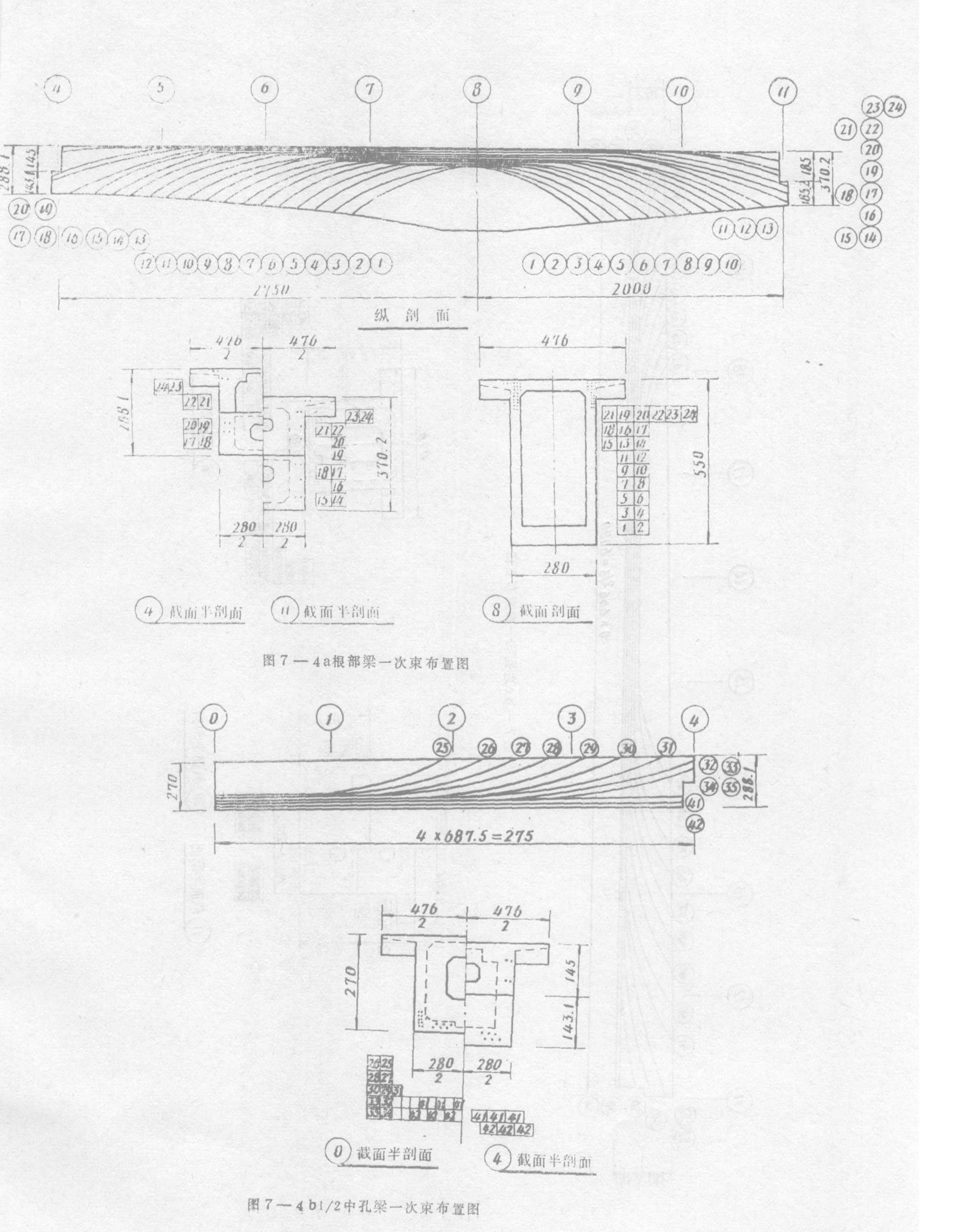



图7—4a根部梁一次束布置图

图7—4b1/2中孔梁一次束布置图

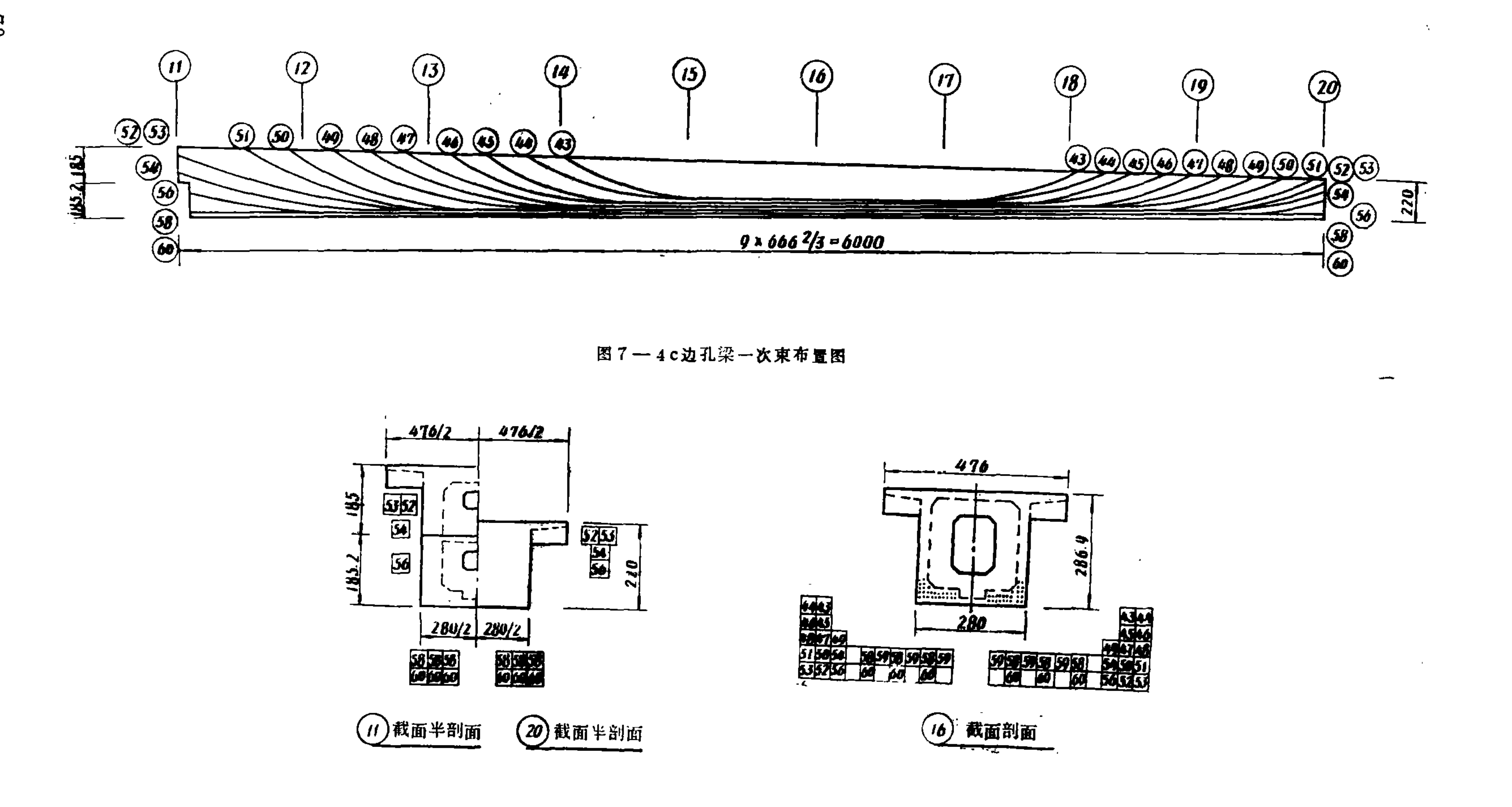



图7—4c边孔梁一次束布置图

隔板上下各设一束预应力束，以加强横向整体性。

4. 有效预应力值的计算及分布

本桥预应力孔道采用抽拔橡胶管成型，按规范计算各项预应力损失，[illegible]管道摩阻损失时考虑了超张拉的影响。由混凝土弹性压缩引起的损失，[illegible]分别计算，对一次束来讲，[illegible]考虑分批张拉由于二次张拉引起的损失。按规范和一般习惯算法，总的预应力损失是各项损失的叠加。但我们认为由于管道摩阻损失[illegible]变形预应力筋的回缩损失在钢束中的分布是不均匀的，如图[illegible]，[illegible]$\sigma_{s1}$，后者的分布与预应力筋的长度及回缩损失大小有关。[illegible]小时，可认为在管道中[illegible]均匀分布，而本桥[illegible]。摩阻损失较大，所以其分布[illegible]锚固位置附近，如图中$\sigma_{s2}$。[illegible]，则损失值偏大，如若计算每个截面的损失[illegible]叠加又太繁琐。[illegible]两项损失[illegible]，而两项损失不进行叠加，钢束中的有效预应力按[illegible]分布计算。

关于$\sigma_{s2}$的计算，1982年《公路预应力混凝土桥梁设计规范》[illegible]，铁路桥规中规定△为4mm，锚固为现行8mm。《关于预应力筋的回缩[illegible]》（铁道部，1984年《铁道标准设计通讯》第9期）一文中也提出，[illegible]的应力降至$\sigma_{s}$，此时由于反摩阻的作用，[illegible]

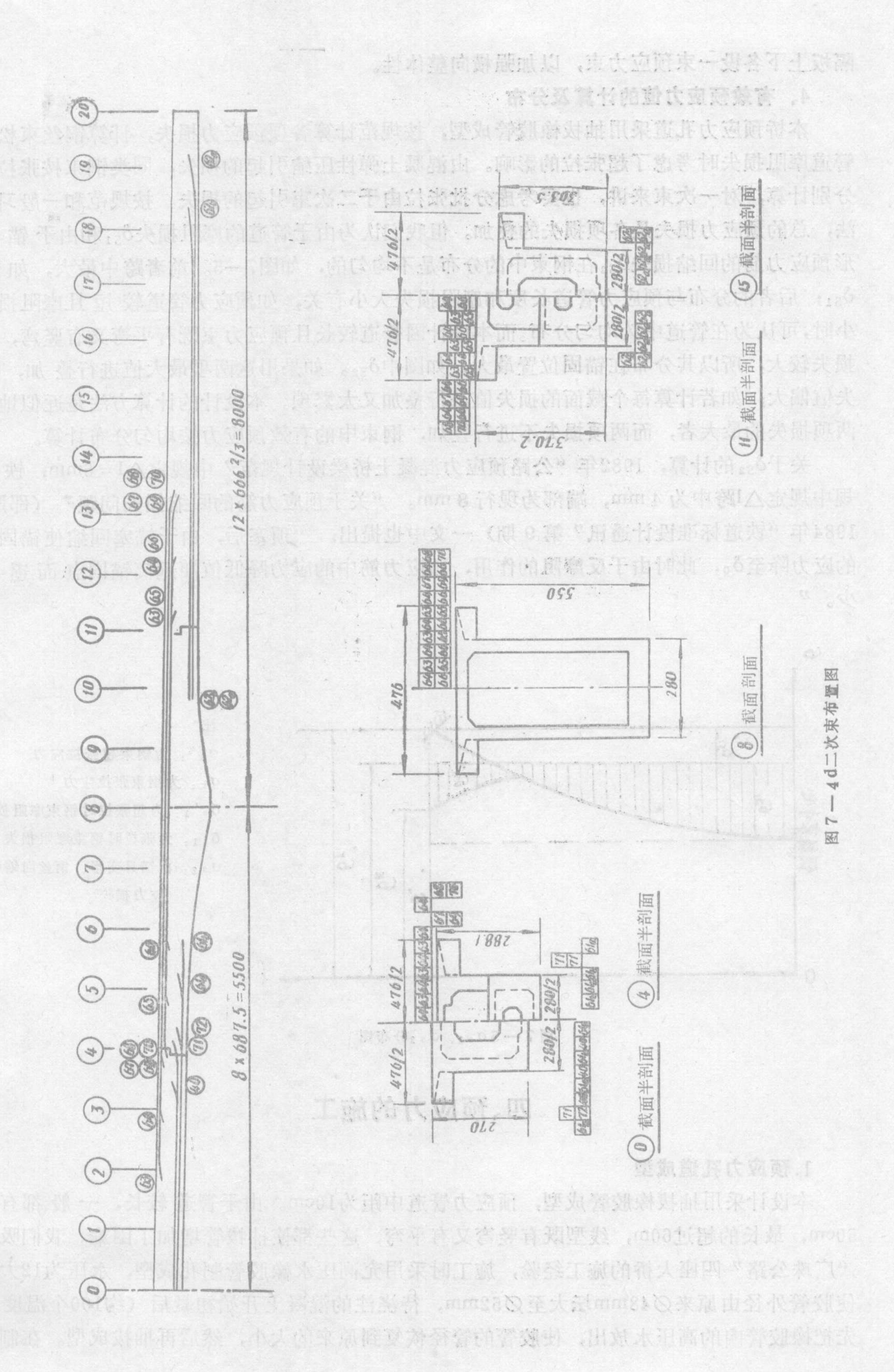


图7—4d二次束布置图

四、预应力的施工

1. 预应力孔道成型

本设计采用抽拔橡胶管成型，预应力管道中距为16cm，[illegible]，一般都在40～50cm，最长的超过60m，拔管既有要求又有难度，[illegible]。设计吸收了广东公路[illegible]四座大桥的施工经验，施工时采用先向[illegible]，[illegible]橡胶管外径由原来Ø48mm扩大至Ø52mm。待浇注的混凝土开始初凝后（[illegible]）先把橡胶管内的高压水放出，使胶管的管径恢复到原来的大小，然后再抽拔成型，[illegible]

隔板上下各设一束预应力束，以加强横向整体性。

**4、有效预应力值的计算及分布**

本桥预应力孔道采用抽拔橡胶管成型，按规范计算各项预应力损失，计算钢丝束松弛和管道摩阻损失时考虑了超张拉的影响。由混凝土弹性压缩引起的损失，同类钢束按张拉顺序分别计算，对一次束来讲，也要考虑分批张拉由于二次束引起的损失。按规范和一般习惯算法，总的预应力损失是各项损失的叠加。但我们认为由于管道的摩阻损失$\delta_{S1}$和由于锚具变形预应力筋的回缩损失$\delta_{S2}$在钢束中的分布是不均匀的，如图7—5。前者跨中最大，如图中$\delta_{S1}$；后者的分布与预应力管道长度和摩阻损失大小有关，如预应力管道较短且摩阻损失较小时，可认为在管道中为均匀分布。而本设计因管道较长且预应力束既有平弯又有竖弯，摩阻损失较大，所以其分布在锚固位置最大，如图中$\delta_{S2}$。如果用这两项最大值进行叠加，则损失值偏大；如若计算每个截面的损失值进行叠加又太繁琐。本设计的计算方法是近似地取该两项损失的最大者，而两项损失不进行叠加，钢束中的有效预应力按均匀分布计算。

关于$\delta_{S2}$的计算，1982年“公路预应力混凝土桥梁设计规范”中规定$\triangle l=6$mm；铁路桥规中规定△l跨中为4 mm，端部为现行8 mm。“关于预应力筋的回缩损失问题”（邵厚坤，1984年“铁道标准设计通讯”第9期）一文中也提出：“顶塞后，由于锚塞回缩使锚固端处的应力降至$\delta_0$，此时由于反摩阻的作用，预应力筋中的应力降低值随远离锚固点而逐渐减少。”

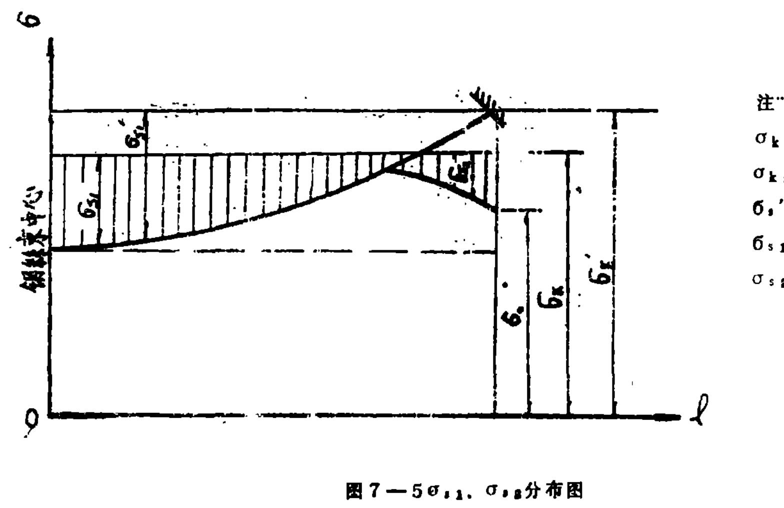



图7—5$\sigma_{s1}$、$\sigma_{s2}$分布图

## 四、预应力的施工

**1.预应力孔道成型**

本设计采用抽拔橡胶管成型，预应力管道中距为10cm。由于管道较长，一般都有40—50cm，最长的超过60m，线型既有竖弯又有平弯，这些都使抽拔管增加了困难。我们吸收了“广珠公路”四座大桥的施工经验，施工时采用充高压水橡胶管制孔成型，水压为12大气压使胶管外径由原来∅48mm坛大至∅52mm，待浇注的混凝土开始初凝后（约100个温度小时先把橡胶管内的高压水放出，使胶管的管径恢复到原来的大小，然后再抽拔成型。在制梁前

曾测量充水后橡胶管的下垂度，从而确定用间距为50cm的钢筋网定位。施工初期由于灌注混凝土工艺不够完善，造成管道蛇形，给抽拔管带来很多困难，以致许多胶管拔断（光面夹布胶管抗拉力为1.4t）梁体要开凿取断管。在第二批预制梁时由于加强了施工管理，提高了拔管的效率，放水后以致几条可以一起抽拔。

**2.减少管道摩阻损失的方法**

由于预制梁段灌注混凝土过程使胶管产生多处位移成蛇形，测试预应力管道摩阻损失大大超过了设计值，针对这种情况，施工中曾试用多种方法来降低摩阻损失，起初使预应力筋在孔道内进行串动，但对本桥来说效果不显著，后来采用灌中性皂液法，对正弯矩束从两端灌注皂液，对负弯矩束从钢束最高点的梁面凿洞灌注皂液，效果比较显著，最多的能使每束摩阻损失值降低8—10t。灌皂液的效果与灌注的质量有关，有的孔道不密实，使皂液流失；有的因操作不严，皂液不饱满，都会降低其效果。发现这样的情况时，须反复进行灌注，以达到设计要求。例如对2#根部梁一次束因摩阻太大曾反复三次灌注中性皂液，各次测定摩阻值如表2。

**表2　　根部梁一次束摩阻值**

| 部位 / 束号 | 北侧腹板 | | | 南侧腹板 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 第一次 | 第二次 | 第三次 | 第一次 | 第二次 | 第三次 |
| 19 | 28.3 | 20.4 | 19.3 | 20 | 21.7 | 17.1 |
| 18 | 18.6 | 20.7 | 18.9 | 22.8 | 21.8 | 19.9 |
| 14 | 23.8 | 18.9 | 16.4 | 22.3 | 24.7 | 19.3 |
| 8 | 18.1 | 15.8 | | 21.6 | 21.8 | 11.90 |
| 6 | 25.6 | 23.6 | 18.4 | 22.1 | 17.8 | |
| 3 | 25.8 | 27.2 | 23.6 | 22.6 | 24 | 20.4 |

**3.预应力钢丝束张拉及初有效预应力值的鉴定**

本桥原设计采用$R_y^b = 1600kg/cm^2$高强碳素钢丝，施工时使用日本产SWPR-1高强钢丝经检验钢丝的抗拉强度为18700—18900$kg/cm^2$，屈服强度为14850—15300$kg/cm^2$，延伸率6.5—7%，反复弯曲次数7—9次，各项指标均超过设计要求。

从预应力管道摩阻的测定我们发现：（1）同一编号的钢束（即几何线型相同）其摩阻损失不一定相同；（2）与设计值相比直束的损失比弯束损失增加得多，亦即各条预应力束K、u值的离散性较大。管道位移对K值的影响更显著。为了确保设计需要的有效预应力值根据实际钢丝的物理力学性能，提高了预应力束的张拉吨位，并按提高的控制张拉力算出各束允许的最大摩阻和钢束的最小延伸量。我们逐束测定管道的摩阻损失，同时测定超张拉时钢束的伸长量，使其满足双控要求，具体做法是：

①灌注中性皂液；

②测定管道摩阻。

测定方法：用两台经检验的YZ-85双作用4斤顶，采用“正反行程法（即对顶法）”一端张拉另一端被张拉，从两端油压的差值来决定孔道摩阻损失，并推算跨中的摩阻损失，与设计值进行对比。

测试步骤：

a)东西两端同时大缸充油至油压表读数30$kg/cm^2$（约5t）；

b)封闭东端为被动端，西端为主动端充油，每升压50kg/cm²，两端同时记录油表读数，主动端直升到286kg/cm²；

c)封闭西端为被动端，东端为主动端按上述同样方法充油、读数；

d)取两组数字的平均值。

计算公式：

设主动端的读数为N主（t），被动端的读数为N被（t），管道由锚头至跨中截面的长度x（m），总起弯角为θ（弧度），则

$$跨中摩阻损失P_S\frac{1}{2}=N主\left[1-e^{-(kx+u\theta)}\right]$$

$$有效拉力P\frac{1}{2}=N主-P_S\frac{1}{2}=\left[e^{-(kx+u\theta)}\right]N主$$

张拉力对跨中的有效系数

$$A\frac{1}{2}=\frac{P\frac{1}{2}}{N主}=e^{-(kx+u\theta)}$$

设钢束对称布置，则测摩阻时张拉力分全束的有效系数为$Ae=e^{-(k2x+\mu2\theta)}$

$$=e^{-2(kx+\mu\theta)}$$

$$=\left[e^{-(kx+\mu\theta)}\right]^2$$

$$\therefore Ae=\left(A\frac{1}{2}\right)^2，即A\frac{1}{2}=\sqrt{A1}$$

根据千斤顶读数计算摩阻损失率为：

$$\frac{N主-N被}{N主}=1-e^{-(K_2x+\mu_2\theta)}$$

$$1-\frac{N被}{N主}=1-e^{-(K_2x+\mu_2\theta)}$$

$$\frac{N被}{N主}=e^{-(K_2x+\mu_2\theta)}=A1$$

$$\therefore 跨中摩阻损失Ps\frac{1}{2}=N主\left[1-\sqrt{\frac{N被}{N主}}\right]$$

根据上式推算出超张拉吨位的跨中摩阻损失。根据现场测定值对超张拉吨位的跨中摩阻及计算伸长量等的计算由PC-1500机来完成。若能满足设计要求，即可进行正式张拉预应 力束，同时测定超张拉时钢束伸长量。否则须重新灌注皂液再次测定摩阻。本桥基本上对每片梁的每条一次束都进行测定，计算。因此一次束张拉工作量较大，但也保证了结构安全可靠下面以几片梁为例说明对初预应力值的控制。如表３。

**表3**

| 编号 | 束数 | 张拉力 t N/S | 超张拉力 t N/s | 初有效应力 (t) | | | | | | | 伸长量 (cm) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 设计值 | 从"0"开始计 | | | 从"划0"开始计 | | | 设计值 | 计算值 | | 实测值 | | 实测值 | 实测值 |
| | | | | | N/S | 合计 | 计算值/设计值% | N/S | 合计 | 计算值/设计值% | | N/S | 合计 | N/S | 合计 | 计算值% | 设计值% |
| $SB_1$ | 44 | 1363.7/1361.4 | 1418.9/1416.8 | 2048 | 1021.2/1030.7 | 2051.7 | 100.2 | 929.9/963.6 | 1893.9 | 92.5 | 1261.6 | 571.7/563 | 1164.7 | 563.7/587.5 | 1151.2 | 98.8 | 91.2 |
| $SB_2$ | 44 | 1239.6/1239.6 | 1348.6/1348.6 | 2048 | 1018.2/1031.1 | 2049.2 | 100 | 947.5/959.3 | 1906.8 | 93.1 | 1261.6 | 567.4/570.7 | 1138.2 | 574.7/575.8 | 1150.5 | 101 | 91.2 |
| $SG_1$ | 48 | 1461.2/1449.6 | 1529.3/1519.2 | 2186 | 1070.2/1047.1 | 2117.3 | 96.8 | 980.4/968.5 | 1948.9 | 89.1 | 1066.4 | | 992.7 | | 936.2 | 94 | 87.8 |
| $SG_2$ | 48 | 1484.3/1492.2 | 1548/1558 | 2186 | 1066.3/1099.9 | 2166.1 | 99.1 | 994.1/1030.5 | 2024.6 | 92.6 | 1066.4 | 501/515.1 | 1016.1 | 496.6/505.1 | 1001.7 | 98.6 | 93.9 |
| $Z_2$ | 34 | | 2186.2 | 1611.1 | | 1666.5 | 103.4 | | 1535.4 | 95.3 | 981 | 465.9/467.8 | 633.7 | 479.9/477.7 | 957.6 | 102.6 | 97.6 |
| $Z_4$ | 34 | | 2184.5 | 1611.1 | | 1647.9 | 102.3 | | 1530.04 | 95 | 981 | 470/473.1 | 943.1 | 485.9/477.5 | 963.4 | 102.2 | 98.2 |

注：1、$SB_1$—表示南边孔1#边孔梁；　$SG_1$—表示南墩顶1#根部梁；　$Z_2$—表示2#中孔梁。

2、N/S分别表示箱梁北侧和南侧腹板。

3、因为伸长量实侧值是从"划0"开始计的，因此伸长量计算值采用从"划0"计的应力，而钢束的有效应力还是从"划0"开始计。

从表3可见：

①本桥各预制梁段的初有效预应力值均满足设计的要求（从“0”开始计）；②钢束的伸长量、实测值与计算值之比除$SG_1$梁稍差外，都比较接近，即能满足双控要求。③钢束伸长量实测值与设计值之比偏低，因为实侧的伸长量是从“划0”后开始计，因此与用“划0”开始计的伸长量计算值接近。

**4、存在问题：**

（1）由于提高了张拉吨位，有一部份锚圈因硬度不够而丧失承载力，产生“滑脱”现象。一般说来钢束回缩量较大。

（2）混凝土收缩、徐变值可能会比设计值大。

## 五、预制梁的滑移和安装

**1.预制梁的滑移**

因为预制場地的限制，预制梁台座的布置（见图6），在吊运架设时，“南洋”号大型浮吊只能直接吊1#、2#台座的预制梁，（即离河堤≤8.3m）其余的预制梁都需进行滑移后才能吊装。因此在预制場共设了两组滑道，中间一组用来滑移根部梁，外边一组滑移中孔梁和边孔梁。滑道与预制梁体呈斜交。其中距堤岸最远的一片预制梁需滑移一百多米。移梁的方法是用4个200吨的千斤顶，同步顶升预制梁体，然后把运梁平车顶入梁底支承位置，卸去千斤顶使预制梁支承在平车的橡胶支座上。在轨道顶涂黄油并用载车拖动平车。根部梁梁体的重心较高，支承距离又近，梁高加平车高度有6m以上。对于根部梁的滑移，为了确保安全，使预制梁能平稳地移动，在箱梁两侧设了加劲杆件，并在起动时用千斤顶水平顶推。每分钟行程约25cm。各片梁的滑移进行得较顺利。

**2.箱梁的吊装顺序及结构体系转换**

（1）吊装机具及临时设施

架设前在边孔距墩中心20.83m处，设一临时支墩，在桥墩靠中孔一侧设架梁托架。吊装设备“南洋”号500t大型浮吊，501号5000t甲板驳和拖输。

（2）吊装顺序（见图7—7）：

第一步：先架南墩根部梁，根部梁重495t，且重心偏向中孔侧距墩中心2.7m，根部梁支承在墩顶及托架的两个千斤顶上。

第二步：再架南边孔梁，边孔梁重458t，一端支承在南桥台，另一端支承在根部梁边孔段临时牛腿上，在接缝处浇筑500#早强混凝土，穿入张拉边孔预应力二次束，此时梁底已脱离托架上支承的千斤顶，由于临时墩的存在，结构实际上形成双孔单悬臂。架完南边孔5条梁后，按同样方法架北边孔梁。

第三步：后架中孔梁，中孔梁支承在根部梁中孔段临时牛腿上。此时中墩负弯矩增大，临时墩上支承的边孔梁底自然拱起，临时墩的作用完成，结构形成单孔单悬臂加挂孔。

第四步：张拉中孔二次束全桥形成三跨连续梁。

第五步：现浇横隔接头，张拉横向预应力束，完成栏杆及桥面铺装。

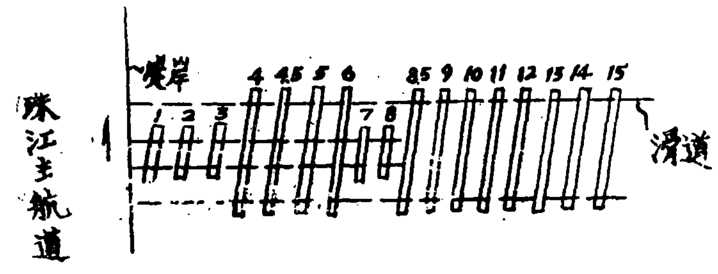



图 7—6 预制梁台座位置示意图

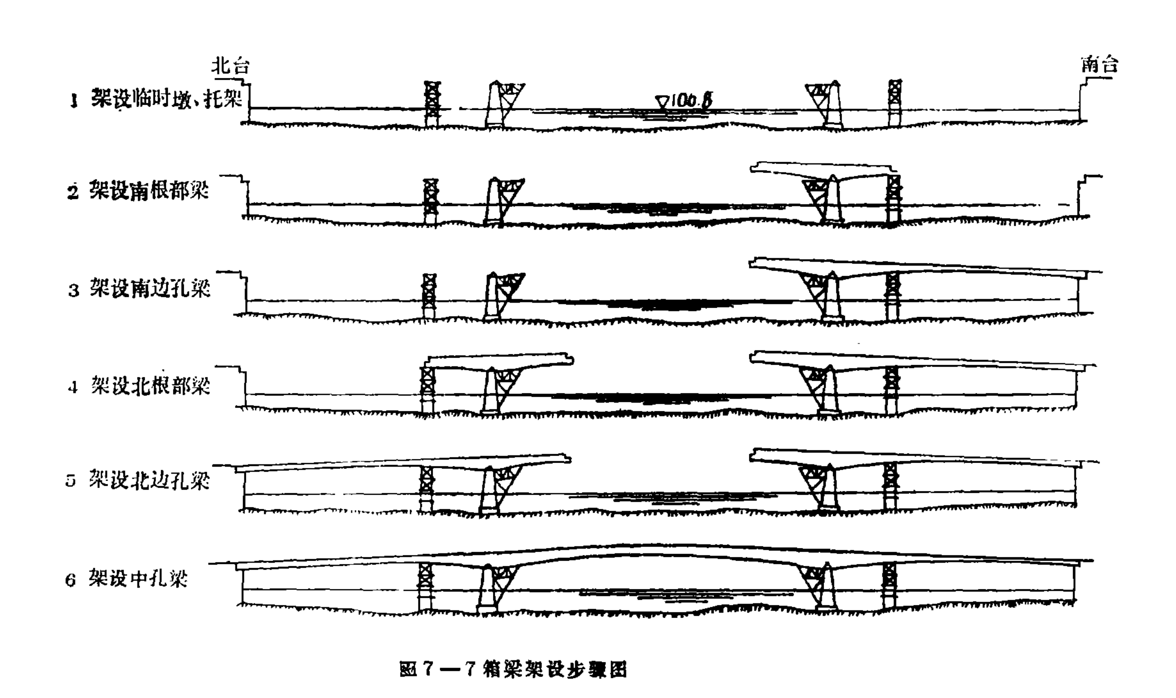



图 7—7 箱梁架设步骤图

## 六、荷载试验及一年来运营情况

**1.试验目的和内容**

为了验证本桥的强度和刚度是否附合设计要求及设计假定（横向分布系数）与实际的差别。本桥完工后，曾对中孔、边孔跨中截面、墩顶截面和中孔、边孔预制梁分段截面作了在设计静荷载下的应力、挠度及主桥墩下沉量的测试。

**2.试验荷载的布置**

用汽车-20级加重车和汽车-20级标准车，按最小间距在影响线上加载，再根据各列车的位置按偏心受压法计算对边梁的横向分布系数，使测定截面试验加载的内力与设计荷载基本相同。

**3.荷载试验测试方法和测试结果**

应力测量采用测微计，精度1/1000mm，标距20cm。混凝土弹性模量取规范值$E=3.4\times10^5kg/cm^2$。挠度测量用N3水准仪。实测主要成果如表4。南桥墩最大下沉量为1.11mm。

表4　　　　主桥荷载试验测定值与设计值对照表

| 项目 / 截面 | 应力（$kgf/cm^2$） | | | | | | 挠度（cm） | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 实测 | | 电算 | | 手算 | | 实测 | 电算 | 手算 |
| | $\sigma_上$ | $\sigma_下$ | $\sigma_上$ | $\sigma_下$ | $\sigma_上$ | $\sigma_下$ | | | |
| 中跨跨中 | 34.26 | -32.13 | 28.1 | -30.6 | 51.3 | -55.9 | 3.47 | 4.76 | 5.4 |
| 墩顶 | -13.45 | 17.6 | -15.78 | 18 | -23 | 27 | | | |
| 边跨跨中 | 30.46 | -50.12 | 31.94 | -34.26 | 55.0 | -59.0 | 1.59 | 3.03 | 3.40 |

注：①手算值横向分布系数用偏心受压法，电算值横向分布系数用空间假定。

②手算挠度值已考虑桥面铺装影响。

4 经过一年运营后主桥的沉降观测值如

表5　　（单位：mm，下沉为负）

| 部位 \ 观测时间 | 1985年5月8日 | 1985年8月21日 | 1986年5月2日 |
|---|---|---|---|
| 中孔跨中 | 0 | −3.82 | −6.43 |
| 北边孔跨中 | 0 | +0.75 | +1.03 |
| 南边孔跨中 | 0 | +1.25 | +1.73 |
| 北台 | 0 | +0.80 | +0.91 |
| 北墩 | 0 | +0.56 | +0.68 |
| 南墩 | 0 | +0.44 | +0.41 |
| 南台 | 0 | +0.09 | −0.02 |

## 七、建桥效益和经济指标

从大桥通车几个月的情况来看，虽然广州大道仍未全线通车，但过桥车辆高峰时间已达1016辆，明显地减轻了市区内海珠桥的负荷。

由于本工程的预制场地投资较大，达190多万元，吊装费用较高达420万元，因此提高了全桥工程造价；此外为了加快施工进度，钢板桩围堰、临时钢支墩及托架等都采用了两套设备，也增加了钢材用量。主桥的经济指标见表6。

表6.　　　　主桥每平米材料用量造价表

| 项目 \ 材料 | 高强钢丝 $kg/m^2$ | 普通钢筋 $kg/m^2$ | 混凝土 $m^3/m^2$ | 造价 元$/m^2$ |
|---|---|---|---|---|
| 上部结构 | 49.3 | 92.6 | 0.83 | 2086 |
| 下部结构 | | 3.1 | 0.76 | 910 |
| 合计 | 49.3 | 95.7 | 1.59 | 2996 |

## 八、结　　语

我们第一次搞这么大跨度的连续桥梁，从设计到施工都碰到不少困难也一定存在很多问题，请各位专家指教。另外由于我们条件、水平所限，对预应力理论研究得不深，对已完工的桥跨结构观测也很不深入，我们希望各地的宝贵经验能及时得到总结和交流，并能在桥梁规范中体现，使我们的建桥水平提高一步。